

直下地震による表層地盤の変位量とひずみ量の検討

早稲田大学 理工学部 濱田政則*
東京工業大学 総合理工 大町達夫**

阪神淡路大震災では、地盤の過大な変位やひずみに起因すると思われる被害が多数発生した。このため、地中構造物や地下埋設管路の耐震設計用の地盤変位量や地盤ひずみ量の見直しが求められている。本論文では、この地震で発生した地盤の変位やひずみについて、液状化によるものとよらないものとに分けて、写真測量、強震記録、鉄道線路の座屈、数値解析などをもとに定量的に検討した。その結果、液状化しなくても地盤ひずみ量は最大1%弱、液状化すれば変位量は数m、ひずみ量は数%に達することなどが判明した。

1. はじめに

阪神・淡路大震災では、地下鉄駅舎の崩壊や地下埋設管路の損傷、鉄道線路の屈曲、道路舗装版の亀裂や座屈などが発生した。これらは、直下地震の強烈な地震動によって発生した表層地盤の液状化に伴う永久変位や、地盤震動変位あるいは断層のずれに伴う地盤の永久変位に起因する被害と考えられる。

液状化等に起因する地盤の静的大変位については現行の地中構造物の耐震設計法ではほとんど考慮されていない。わずかに低圧ガス管耐震設計指針において地割れや段差を想定した入力変位の規定が或るが、十分な実測データに基づいて入力変位が設定されているわけではなく、阪神・淡路大震災などの事例より見ると不十分なものと言わざるを得ない。動的変位についても、現状は類似している。このため、「土木構造物の耐震基準等に関する提言」¹⁾でも地下構造物および埋設管路の耐震設計のための地盤の変形量は、耐震基準で見直すべき項目に加えられている。これらの見直しには、阪神淡路大震災におけるさまざまな事例を解析し、合理的、定量的な検討が必要となる。

キーワード：阪神淡路大震災、地盤変位、
地盤ひずみ

* 早稲田大学 理工学部 土木工学科
03-3208-0349

** 東京工業大学 大学院総合理工学研究科
人間環境システム専攻 045-924-5605

このような視点から本論文では、今回の地震で発生した表層地盤の変位量とひずみ量について、液状化によるものと、それによらないものとに分けて定量的に検討してみた。

2. 液状化による地盤の永久変位

阪神・淡路大震災は神戸市などの埋立地盤を中心とした広い範囲において地盤の液状化を生じさせ、港湾地区では護岸が数mも移動・陥没し、ライフラインの埋設管および橋梁・建物などの基礎構造に極めて甚大な被害を発生させた。さらに護岸の移動に起因して背後地盤が広範囲に亘って水平移動を生ずる現象、いわゆる側方流動現象が発生した。この側方流動はポートアイランドと六甲アイランドの二つの埋立人工島および本土側埋立地のほとんどの地域で発生し、埋設管被害や橋桁の落下の直接的原因となった。

液状化による地盤変位は一般に数mの大きさを持ち、地盤ひずみも数%に達することから、埋設管路の耐震性について極めて深刻な影響を与えることが既往地震による埋設管の被害調査結果からも指摘されていたところであった。

著者らは地震前後の航空写真を用いた測量により地盤変位を測量し、さらに地盤変位による埋設管および基礎杭等の被害事例の収集を行い、被害との因果関係について考察を加えた。測定された地盤変位をもとに埋設管路等の今後の耐震設計における入力変位についてこれらの結果をもとに考察した。

(1) 地盤変位の測定領域

側方流動および地盤の沈下量の測定領域は、図. 1 に示すように二つの人工島全域および長田港より西宮港に至る本土側埋立地域である。このうち本文では、代表的な地域での測定結果と地盤変位に起因したと考えられる被害について記述する。測定領域全体の測定結果については文献 2) を参照されたい。

(2) 測定方法と精度

側方流動量と上下方向の変位量の測定には、同一地域を撮影した地震前と地震後の航空写真が必要である。本測定では下記の写真を用いている。

地震前：撮影縮尺 1/12,500
 撮影年月日 1990年5月、1993年5月、1994年5月
 地震後：撮影縮尺 1/8,500
 撮影年月日 1995年1月(18日～21日)

これらの地震前後の航空写真を用いて、地表面の固定物(マンホールの蓋、側溝の隅角部等)の3次元座標数値を地震前、地震後のそれぞれについて測量する。地震による側方流動量と沈下量は地震前後の二つの航空写真測量による座標値の差として求め

られる。

地震前後の航空写真測量は次の手順で行われた。

- 1) 地震前後の航空写真に共通して撮影されている目標物の中より基準点を選びだす。
- 2) 基準点の座標値を既存の測量結果あるいは地形図からの数値化により決定する。具体的には以下に示す方法により、基準点の座標値を決定する。

地震前：西宮市および長田港については1/2,500の

地形図より数値化し、その他の地域については既存の写真測量結果(神戸市)を用いる。

地震後：二つの人工島の護岸付近については、運輸省港湾局のGPSによる測定結果を用いる。人工島内部および本土側については高層ビルおよび無被害と報告されている橋梁基礎の座標を地震前後で不動とし、地震前の基準点座標を用いる。

2) で求めた基準点の座標値と航空写真より決まる座標値の残差が測量精度となる。この結果を表. 1 に示す。これによれば、地震前の測量精度は水平方向 $\pm 24\text{cm}$ 上下方向 $\pm 27\text{cm}$ であり、地震後ではそれぞれ、 $\pm 23\text{cm}$ 、 $\pm 46\text{cm}$ となっている。これらの数値はあくまで基準点座標の残差の標準偏差であることに

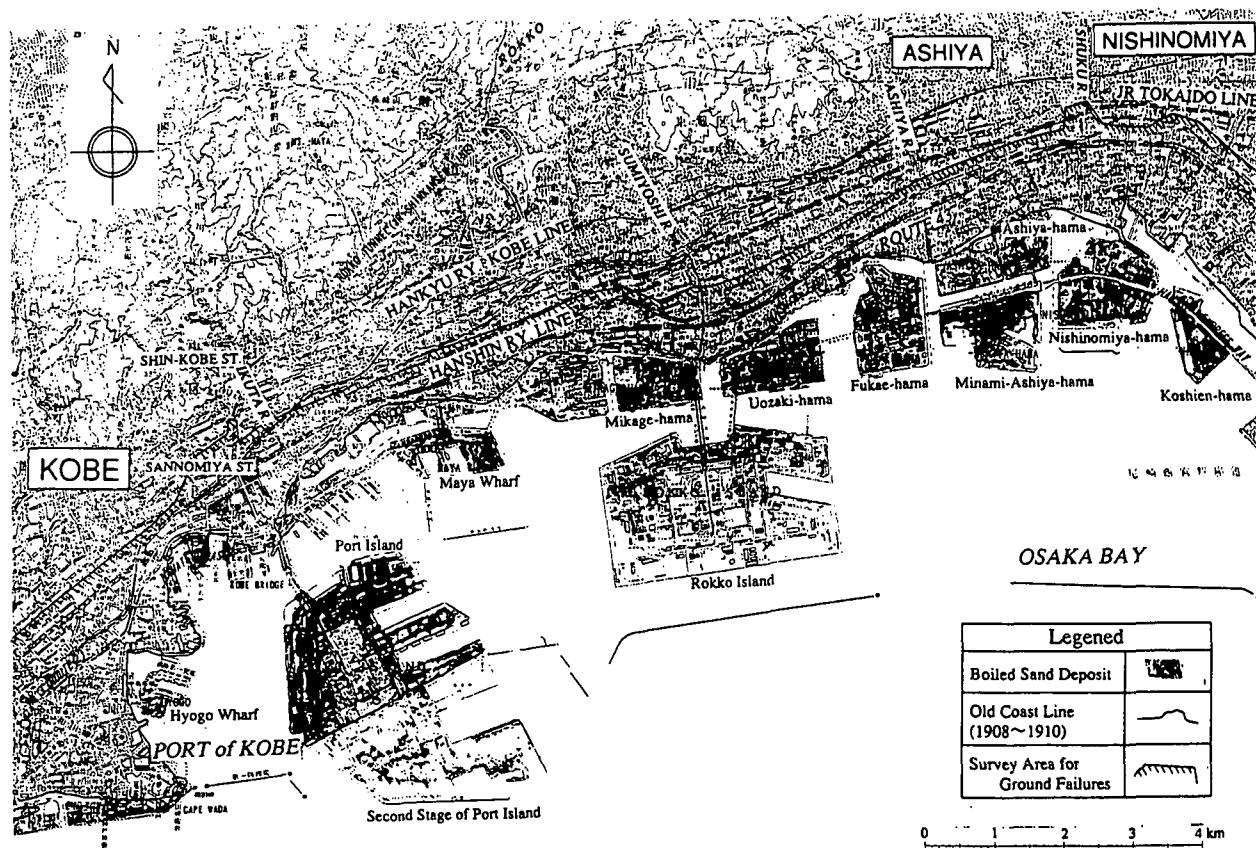


図. 1 液状化による地盤変位の測定領域

留意する必要がある。ちなみに基準点座標値の残差の最大値は、地震前の水平方向で 56cm、同じく上下方向で 54cm であり、また地震後については水平方向で 84cm、上下方向で 98cm である。従って、測定点によっては、最大でこの程度の測量誤差が生ずることを留意する必要がある。

側方流動量と沈下量（上下方向変位）の精度は、地震前後の測量精度の二乗の平方根として与えられる。この結果を表. 1 に示すが、地震による地盤の永久変位の測定精度は水平方向で $\pm 33\text{cm}$ 、上下方向で $\pm 53\text{cm}$ と見積られている。

(3) 地盤変位と被害の考察

図. 2～4 は、それぞれ神戸大橋両岸取付部（神戸第 4 突堤およびポートアイランド北公園付近）、六甲大橋六甲アイランド取付付近および本土側埋立地区の芦屋浜流域における地盤変位を変位ベクトルとして示したものである。以下、各地区の地点変位の状況とこれに起因した構造物被害について考察する。

(a) 神戸大橋両岸取付部

神戸第 4 突堤（図. 2(a)）では護岸が大きく海方向へ移動した。これに伴って背後地盤も海方向に水平移動し、護岸近傍では大きく沈下を生じた。第 4 突堤における護岸の最大水平移動量は 2.7m である。また、背後地盤では 1m を超える沈下量が観測されている。神戸第 4 突堤では写真. 1 に示すように神戸大橋への螺旋状のアプローチ橋の桁が落下した。航空写真測量によれば落下を免れた橋桁の端部が海方向に約 80cm 移動している。写真. 1 に示す橋脚が周辺地盤の変位に伴って海側へ移動したものと考えられる。

写真. 2 は神戸大橋の第 1 橋脚の基礎部の状況（図. 2(a)）を示す。本橋脚の基礎はコンクリートケーソンであるが、ケーソン自体が海方向に移動傾斜することにより可動沓の部分が前面に移動したものと推定される。

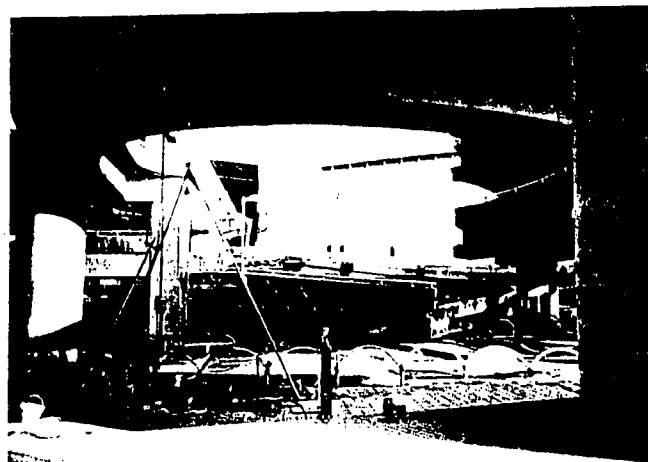


写真. 1 地盤の側方流動による橋桁の落下（神戸大橋アプローチ）

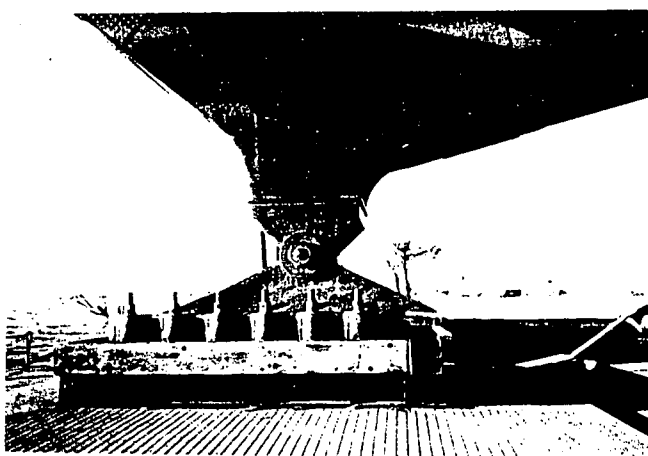


写真. 2 ケーソン基礎の移動（神戸大橋）

表. 1 液状化による地盤変位の測定精度

		Pre-earthquake	Post-earthquake
Total Number of Standard Points	Horizontal	21	46
	Vertical	83	121
Accuracy of Survey	Horizontal (m)	± 0.24	± 0.23
	Vertical (m)	± 0.27	± 0.46
Accuracy of Absolute Ground Displacement	Horizontal (m)	$\pm \sqrt{(0.24)^2 + (0.23)^2} = \pm 0.33$	
	Vertical (m)	$\pm \sqrt{(0.27)^2 + (0.46)^2} = \pm 0.53$	

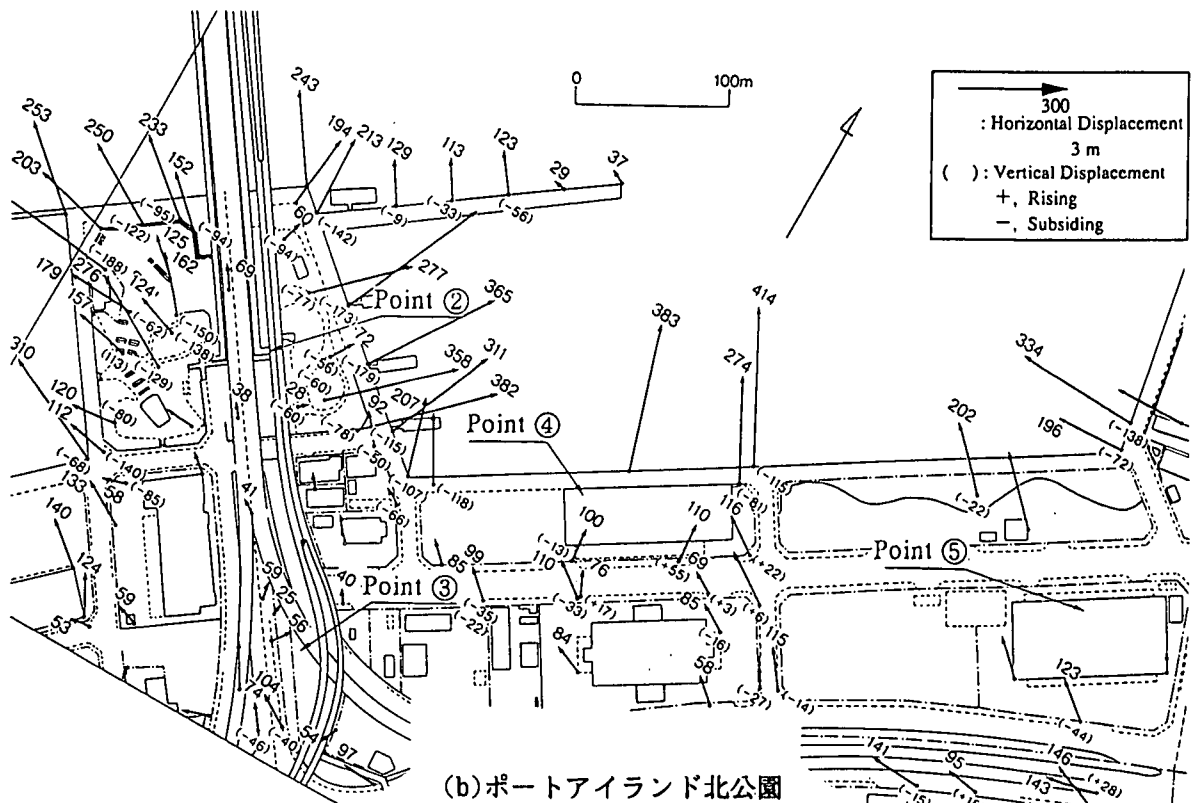
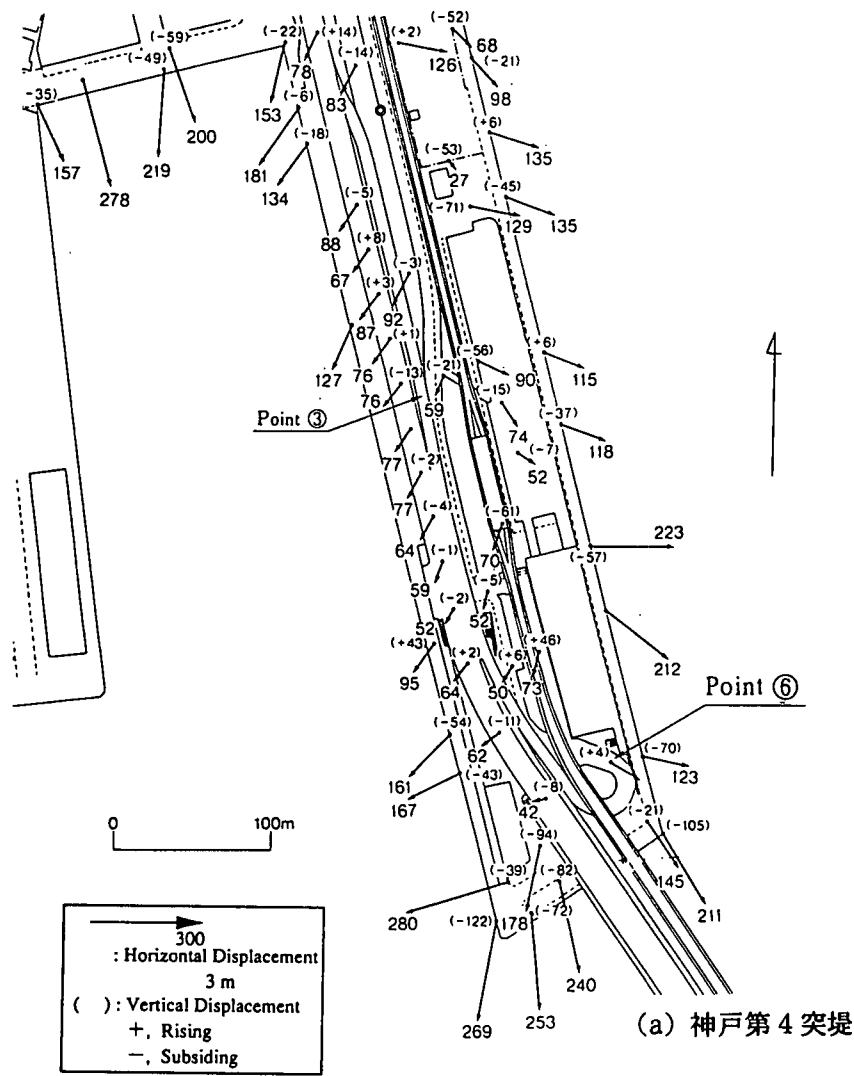


図. 2 神戸大橋両岸取付部の地盤変位

神戸大橋の南側の取付部にある北公園（図. 2 (b)）は地盤の全体が北方向に水平移動を生じている。水平移動の最大値は東側護岸で最大 3.8mである。図中のPoint-④では神戸ポートアイランド側の第2橋脚の周辺では地盤が 1~2m海側へ水平移動し、このため、橋脚が若干海側へ傾斜したと報告されている。図. 2 (b)のPoint-⑤では、直径600mmの水道用溶接鋼管が写真. 3に示すように破断した。地盤変位と管の破断については今後の詳細な調査結果を待たなければならないが、地盤の水平方向の相対変位および沈下が管の破断の主要因と見られている。

図. 2 (b)に示すPoint-⑥の倉庫建屋の基礎杭は、写真. 4に示すように完全に縦方向に砕けた。図. 2 (b)によれば建屋前面の護岸は 約4mも海方向に移動し、建屋自体も 1m以上海方向に移動している。基礎杭の被害原因としては、地盤の水平移動と建屋の慣性力およびその複合が考えられるが、倉庫が一階建てで比較的軽いことを考えれば、地盤の水平移動が杭の被害原因である可能性が高いと推定される。

(b) 六甲大橋アイランド側取付部付近

六甲アイランドの六甲大橋橋脚付近の地盤変位量を図. 3に示す。この付近の護岸も最大で 約3.5m海方向に移動している。さらに湾岸線より 200m以上離れた地点においても 1m近い水平変位が生じており、護岸法線の移動に伴い背後地盤がかなり広い地域にわたって海方向に水平移動を生じていることが分かる。護岸のごく近傍の地盤は大きく沈下し、2mを越す大陥没を生じている地点も見られる。

図. 3のPoint-①では、写真. 5に示すように六甲ライナーの橋脚が移動・傾斜し、このため橋桁が落下した。本橋脚の基礎は直径 6m、深さ20mのコンクリートケーソンであるが、神戸市による測量によればケーソン天端が約80cm海方向に移動したとのことである。ケーソン躯体そのものの損傷の有無については、調査が行われていない模様である。六甲ライナーでは、このほかにも基礎の移動・傾斜などが数多くの橋脚で報告されている。

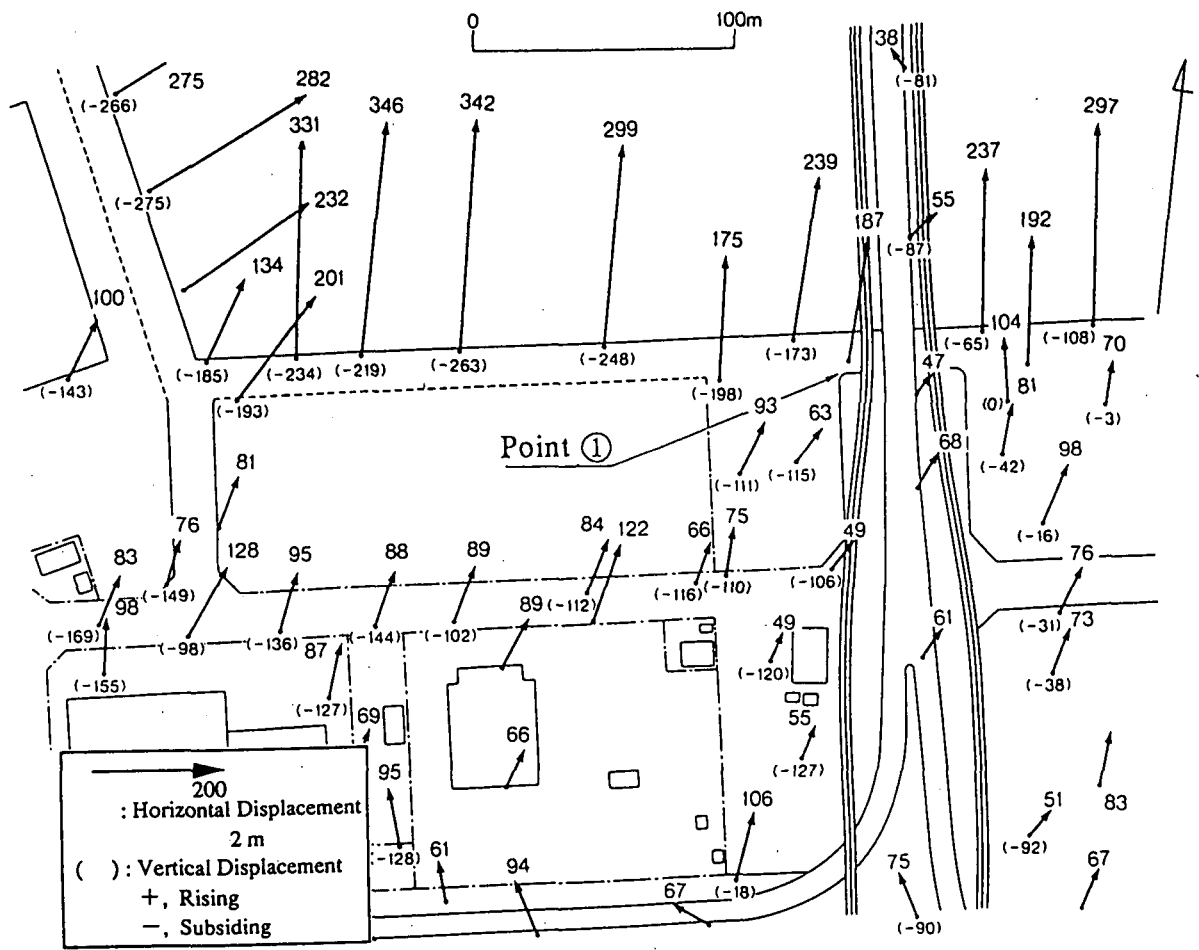


図. 3 六甲アイランド、六甲大橋付近の地盤変位



写真. 3 水道用溶接鋼管（外径=600mm）の破断

写真. 4 基礎コンクリート杭の破損

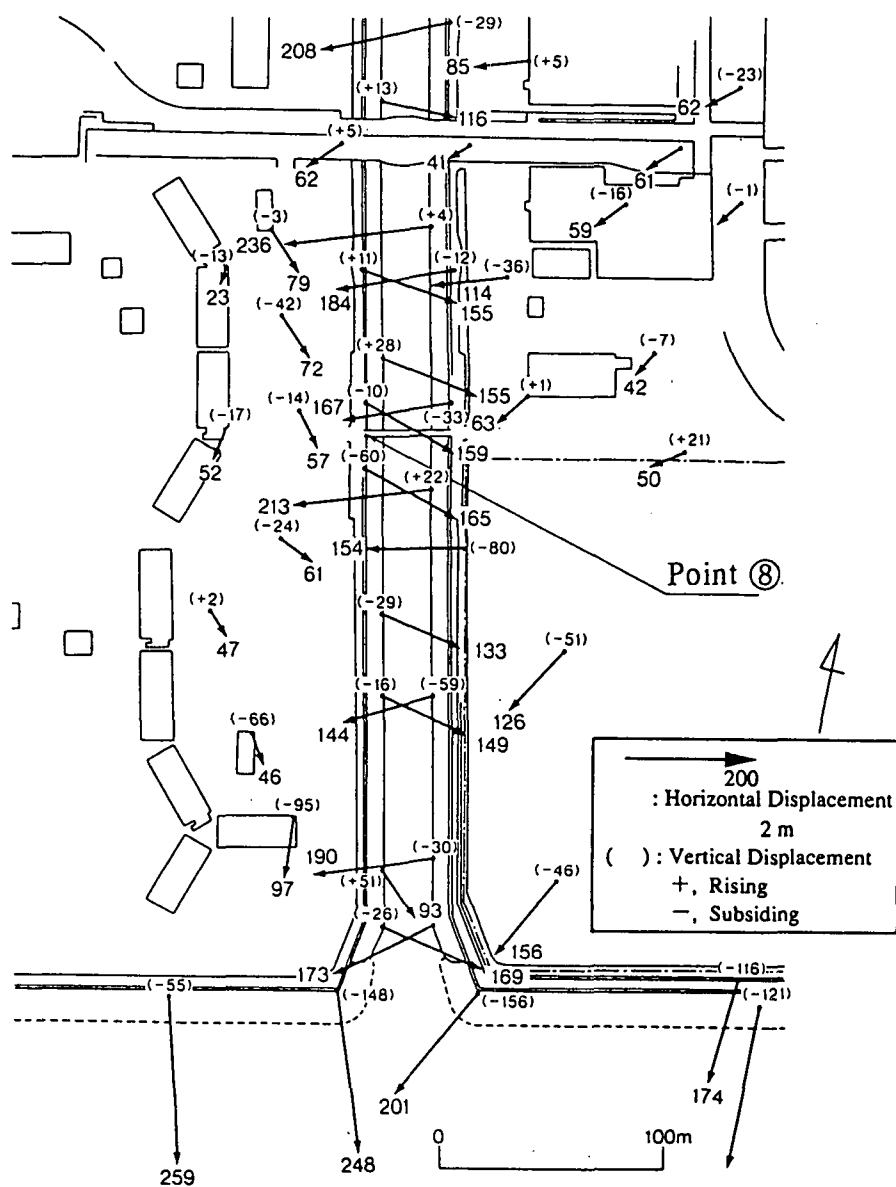


図. 4 芦屋浜宮川両岸における地盤変位

(c) 芦屋市宮川付近

芦屋市芦屋浜も広範囲な地盤で液状化が生じ、多くの一般住宅およびライフラインの埋設管路が被害を受けた。図. 4は芦屋浜の宮川兩岸における地盤変位を示すが、兩岸とも河心方向に 1.5~2.0mの水平移動を生じている。写真. 6は図. 4のPoint-⑧における歩道橋の取付部の状況で、兩岸の移動により、橋桁が道路上に乗り上げている。写真. 7は、この付近の地震後の河川堤防とその上の道路の様子を示している。この写真で注目されるのは、1~2mの移動後も護岸法線はほぼ直線性を保っていること、また堤防自体が大きく崩壊していないことである。堤防が崩壊し、地盤中にすべり面が生じて近傍地盤が移動する現象は容易に理解できるが、写真. 7に示す現象はこれとは異なっている。下部の液状化層の移動に乗って、堤防を含めた上部地盤が全体的に移動したことを示唆している。

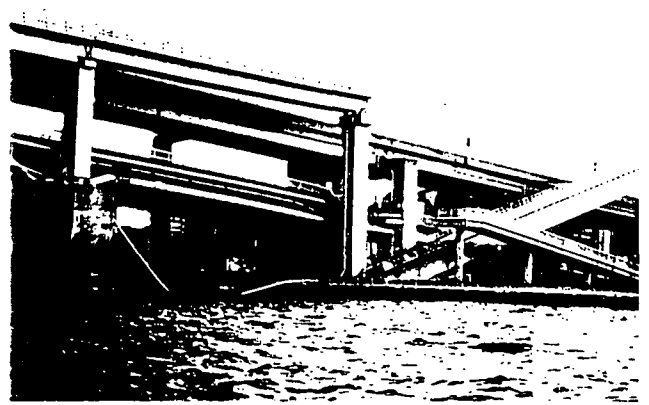


写真. 5 六甲ライナー橋桁の落下

(4) 静的地盤変位入力に関する考察

埋設管路の耐震設計では地盤の相対変位すなわち地盤のひずみが問題となる。図. 5はポートアイランドを 200mメッシュに区切り、各メッシュ内の平均的ひずみを地盤変位より算定し、その分布を示したものである。図には最大主ひずみ(引張ひずみ)を示したが、最大のひずみは4%にも達している。現在

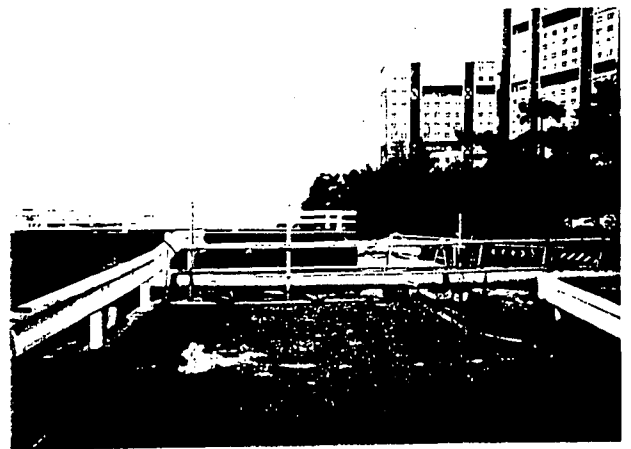


写真. 6 堤防上に乗上げた歩道橋(芦屋浜宮川)

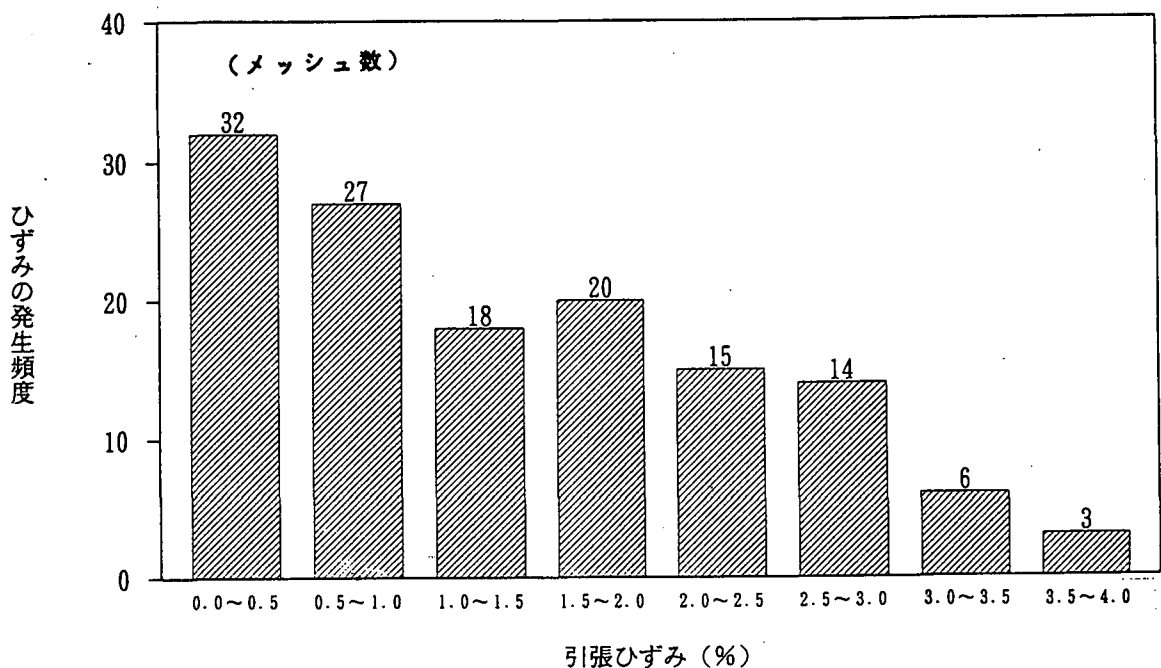


図. 5 液状化による地盤ひずみ量の頻度分布

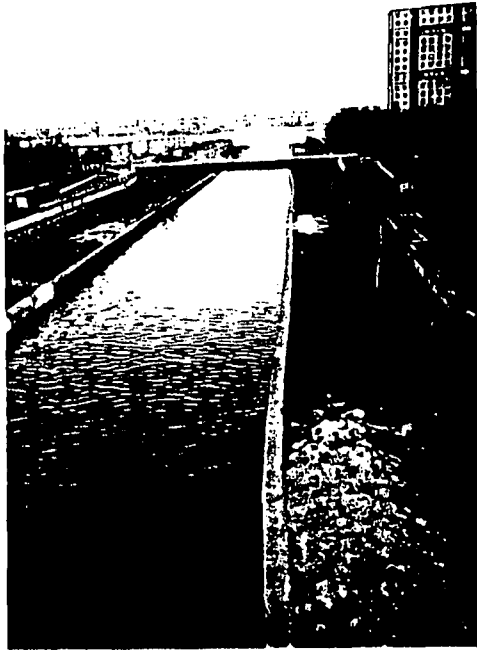


写真. 7 側方流動後の護岸（芦屋浜宮川）

他地域についても同様なひずみを計算中であるが、ひずみ量の大きさはひずみを算定するメッシュの大きさにも大きな影響を受けることに注意しなければならない。

これらのひずみの算定結果をもとに将来埋設管路等の地中構造物の耐震設計用の地盤ひずみを設定することになるが、このためには地盤のひずみ量と各種埋設管路の被害率との関係を十分に把握しておく必要がある。埋設管被害の実態について現在関係各機関で調査・分析中であるが、合理的かつ適切な耐震設計用入力地盤変位を設定するためには、これらの情報が速やかに公開されることが必要である。

3. 液状化によらない地盤ひずみ

(1) 強震記録による推定

S H波の1次元伝播を仮定すると、ある1地点における地盤ひずみ $\gamma(t)$ は地震動の速度成分 $v(t)$ と

$$\gamma(t) = v(t) / V_s \quad (1)$$

の関係にある。ここに V_s は地盤のせん断波速度である。阪神地域における表層地盤の強震記録をもとに、上式から非液状化部分の時刻歴からひずみの最大値を算定すると、次表のようになる。

表. 2 強震記録による最大地盤ひずみ ($\times 10^{-3}$)

観測地点	NS	EW	UD	備考(V_s)
神戸海洋気象台	9.4	7.4	3.7	仮100m/s
神戸本山	>4.0	>4.0	>4.0	〃
神戸大学	5.5	3.1	3.3	〃
尼崎	4.0	4.0	2.6	〃
ポートアイランド 0m	3.7	2.1	2.8	170
〃 -16m	3.7	2.1	1.0	210
〃 -32m	2.2	1.9	0.9	245
〃 -83m	0.6	0.8	0.6	320
神戸港事務所	9.9	3.6	3.6	仮100m/s

表. 2において、神戸港工事事務所の地震計方位は、順にN43W、E43Nである。また備考欄に示すように、ポートアイランド以外の地点ではせん断波速度 V_s の詳細が不明なため仮りに100m/sとしての算定結果であるので、実測値による補正が必要である。

表. 2より概略的に、最大ひずみ量は $10^{-4} \sim 10^{-3}$ のオーダーであることが注目される。

(2) 鉄道線路の座屈による推定⁹⁾

(a) 線路座屈の発生場所

六甲山と大阪湾の間の狭い帯状平地部を走る鉄道線路には複数ヶ所で、地震による座屈状屈曲が生じた。第二著者が確認した地点は、図. 6にX印で示した4ヶ所である。これら以外にも報告されているが、震度7の地域いわゆる「震災の帯」の内部か境界部に多い。X印地点の状況は以下のようで、建物被害は著しいが液状化の痕跡は見られなかった。

A：JR線摂津本山駅の東側、本山北町3丁目。線路下をボックスカルバート（以下BC）が横断。座屈は並行4車線のうち最北車線でV字形状（写真. 8）。

B：JR線摂津本山駅～芦屋駅間の森北1～3丁目の4地点。東側の3地点は盛土部でV字形状、西側の1地点はS字形状で、端部下をBCが横断。

C：阪神電鉄芦屋駅の西側、深江北町1丁目（白井池の南側）の低盛土部で踏切やBCの近傍数カ所。V字形、S字形、W字形など形状は複雑。

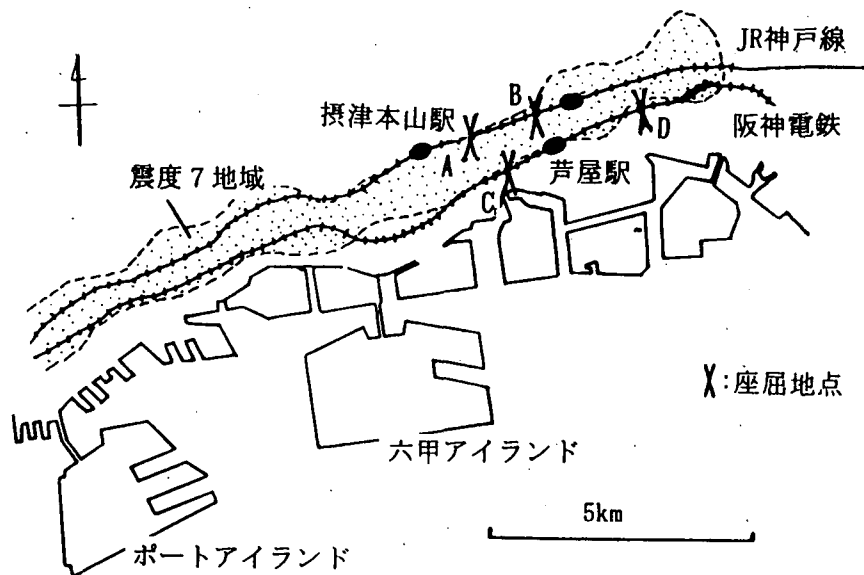


図. 6 鉄道レールの屈曲（座屈）被害発生場所

D：阪神電鉄香炉園駅の西側、2車線のうち南車線のみS字形に座屈。盛土やBCは無いが、信号灯のフレックス管が線路下を横断（写真. 9）。

(b) 地震時の線路座屈の特徴

兵庫県南部地震に限らず、1906年サンフランシスコ地震（M7.8、4/18、5:12）をはじめとして最近に至るまで、1948年福井地震（M7.1、6/26、16:13）、1964年新潟地震（M7.5、6/16、13:01）、1978年伊豆大島近海地震（M7.0、1/14、12:24）、1978年宮城県沖地震（M7.4、6/12、17:14）、1983年日本海中部地震（M7.7、5/26、11:59）などでも鉄道線路の座屈が報告されている。過去の事例の中には液状化による地盤変位に付随し発生したと推測されるものもあるが、地盤震動に伴う動的変位によって発生したと推測されるものも少なくない。後者の場合、次のような特徴が指摘できる。

- ①震源域で、被害が顕著な地点で発生する。
- ②座屈部端部に、線路の変位を拘束するものがある。
- ③線路と断層の走行方向は、斜交する。

(c) 線路座屈と地盤ひずみ

長尺（線状）物体の座屈問題は、鉄道やクレーンの線路の温度応力による座屈や地下埋設管路の地震字座屈に関連して調べられている。また最近、室内模型実験も実施されている。それらから次のような点が指摘できる。

- ①枕木に固定された2本レールの座屈強度は、1本レールのそれよりも若干大きい程度で差は小さい。



写真. 8 JR線摂津本山駅東側でのレールの屈曲



写真. 9 阪神電鉄香炉園駅西側でのレールの屈曲

(3) 断層運動に伴う地盤歪の解析的検討⁵⁾

半無限均質弾性体の地盤中で右横ずれの断層運動が生じた場合の地盤ひずみを3次元離散化波数法で解析した結果が、文献5)に記載されている。本解析は1984年長野県西部地震による右横ずれ断層を想定し半無限均質弾性地盤に対して行われたもので、地盤は $V_p=5.7\text{km/s}$ 、 $V_s=3.3\text{km/s}$ 、密度 $\rho=2.7\text{g/cm}^3$ 、断層は破壊伝播速度 $V_r=2.7\text{km/s}$ 、震源時間関数はramp関数(立ち上がり時間1秒)で滑り量は1.6mで、断層(14x2km)は地表に達していないとしている。

本解析対象の地震規模(M6.8)は兵庫県南部地震(M7.2)よりやや小さいが、共通点も多いので今回の地震による地盤ひずみに関して有用な示唆を与えると考え、主な解析結果を図.7~8に再録した。

図.7(a)~(c)は地表における3成分の速度時刻歴、(d)~(g)はひずみの時刻歴を示している。これは断層の深さ d を1kmとし、断層破壊が各図の左上から右下にユニラレラルに伝播する場合の図である。この図から、次の特徴が指摘できる。

- 1)速度振幅は断層直交方向成分が卓越し、50cm/s以上の速度を示す場所がある。
- 2)横ずれ断層でも鉛直方向の速度が発生し、断層平行方向と同程度の振幅をもつ。
- 3)断層の終端部は発端部よりも震動振幅が大きく、特に断層直交方向の速度が顕著に増大している。

上記1)の特徴は、阪神地域で実際に観測された強震記録とよく符合している。

図.8は、ひずみ量と断層からの距離とひずみ量との関係、いわゆる距離減衰を調べたもので、断層中央直上でこれに直交する直線上における最大ひずみ量を動的ひずみと永久ひずみについて、断層面深さ $d=1, 3\text{km}$ の2ケースを示している。この図から、

- 1)断層直上では著しい残留歪を生じる。そして、ひずみ量は断層面の深さに強く依存する。
- 2)断層面直上から離れると動的歪の方が残留歪より2倍以上大きくなる傾向がある。
- 3)距離減衰は、残留歪の方が動的歪より大きい。ただし震源が浅い場合、両方とも距離減衰は小さい。などが指摘できる。これらから、断層近傍で表層に軟弱な堆積層があれば、最大ひずみ量は 10^{-3} のオーダーに達することも推察される。

②振動数3Hz以下の模型実験の範囲では、動的座屈荷重は静的座屈荷重とほぼ等しい。

③V字形座屈荷重の理論値は次式の極小値 P_{0min} で与えられる。

$$P_0 = P + \frac{71.0856w^2E^2IA}{\kappa EAP^3\sqrt{P/EI} + 2\sqrt{2}\pi P^3} \quad (2)$$

ここで、 w は底面摩擦力で κ は両端支持部の弾性係数の逆数であり、 P は座屈後の平衡軸力である。座屈荷重は理論上、座屈形状によって若干異なるが、道床抵抗力(w)分布や軌道狂いなどの要因にも依存するので、ばらつくのが実状である³⁾。

兵庫県南部地震は冬の夜明け前に発生したので、温度応力による座屈とは考えにくい。そこで、上記の算定式をもとに座屈時の軸力を求め、それから摂津本山駅近傍の地点A(図.6、写真.8参照)周辺での地盤ひずみ量を推定してみた。前述の状況から本地点で屈曲した57m間の両端は固定されていると考えて $\kappa=0$ とおき、50kgNレールの特性値として、

$$\begin{aligned} \text{弾性率} & E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{断面二次モーメント} & I=322 \text{ cm}^4 \\ \text{断面積} & A=64.2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

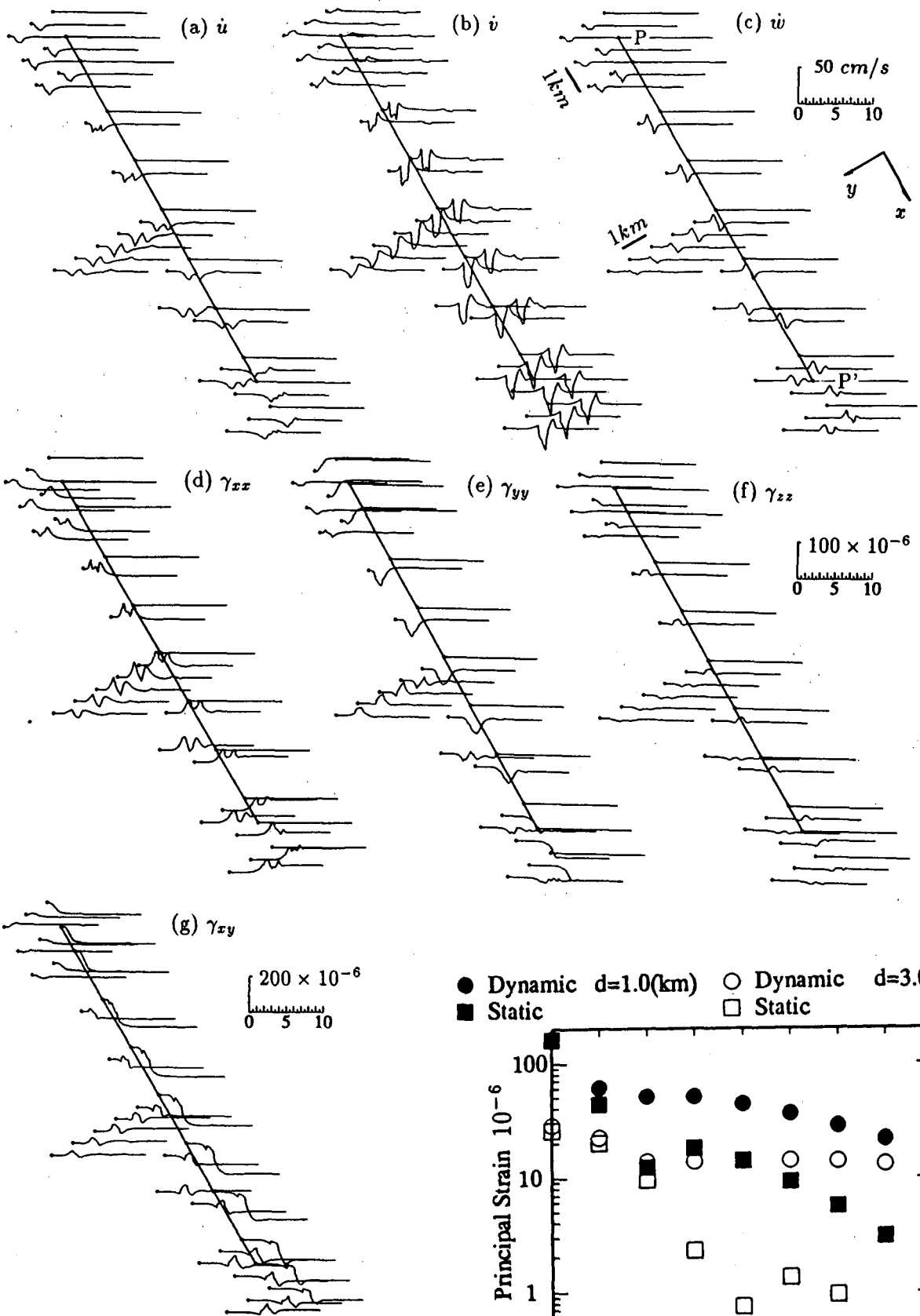
を用いた。道床抵抗力(路床摩擦力)についての詳細は不明であるが、4.0kgf/cmが常用されている。地震時には、振動で道床がゆるむことも考えられるので、この1/2、および1/10の値に対して、座屈荷重と地盤ひずみ量を試算してみた。その結果をを表.3に示す。これによれば、地盤ひずみ量 ϵ は、

$$\epsilon > 5 \times 10^{-4}$$

と推定される。

表.3 レールの座屈から推定される地盤ひずみ量

道床抵抗力 w (kgf/cm)	最小座屈荷重 (ton f)	ひずみ量 ($\times 10^{-4}$)
4.0	102.6	7.6
2.0	72.5	5.4
0.4	32.4	2.4



(a) x 方向 (断層平行方向) 速度
 (b) y 方向 (断層直交方向) 速度
 (c) z 方向 (鉛直方向) 速度
 (d)~(f) 直ひずみ (g) せん断ひずみ

図. 7 右横ずれ断層周辺の地表速度とひずみ

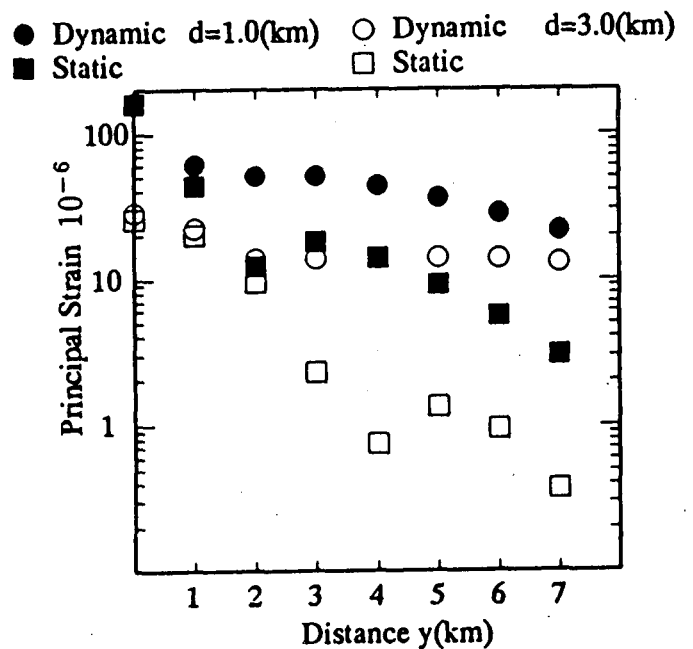


図. 8 地表ひずみの距離減衰 (d=1~3km)

4. まとめ

阪神・淡路大震災で観察された諸現象や右横ずれ断層に対する数値解析などをもとに、直下地震に伴う地盤の変位やひずみについて検討してみた。検討作業は進行中であり、現段階で明確な結論を得るまでに至っていないが、幾つかの知見をまとめると以下ようになる。

- 1) 写真測量によって、液状化地域では地盤の永久変位は数mに達し、数%に及ぶ地盤ひずみが発生したことが判明した。
- 2) 強震記録や鉄道線路の座屈は、非液状化地域でも1%弱のひずみが発生したことを示唆しており、数値解析例もこれを支持している。
- 3) 埋設管路や地下構造物の耐震設計で地盤の変位量やひずみ量を設定する際には、これらと被害率との関連性を十分に把握しておく必要がある。
- 4) 今後、適切な耐震設計を推進していく上で、地盤や地震動あるいは被害に関する資料が不可欠である。これらの情報が速やかに公開されることが望まれる。

謝辞：動的ひずみの算定に用いた強震記録は、関西地震観測研究協議会および港湾技術研究所のご好意によるものである。また、鉄道レールの座屈に関しては、鉄道総合技術研究所 三浦 重氏のご教示を得た。記して謝意を表する。

【参考文献・引用文献】

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言、土木学会誌 Vol. 80、pp. (1)-(7)、1995. 7.
- 2) Hamada, M. Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: The 1995 Hyogoken-nanbu (Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, (財)地震予知総合研究振興会、1995.
- 3) 高橋成典、大町達夫、年繩 巧：鉄道レールの座屈による地盤歪の推定、第22回地震工学研究発表会、pp. 273-276、1995.
- 4) 沼田 実：ロングレールの座屈強さ、鉄道技術研究報告 No. 7221、1970.
- 5) 大町達夫、茂木秀則、中村洋一：3次元離散化波数法による震源近傍の地盤歪の解析、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、pp. 529-534、1994.

Evaluation of Earthquake-induced Displacement and Strain of the Surface Ground in Near-field

Masanori Hamada, Tatsuo Ohmachi

The Hyogoken-nanbu earthquake caused serious damage to underground structures and pipelines. Due to the damage, present seismic codes need to be reexamined with a special focus on the amount of displacement and strain of the ground. In this paper, the ground displacement and strain induced by the earthquake are evaluated from photographical survey, strong motion records, railroad buckling and numerical analysis. According to the results, ground displacement amounts to some meters with several percent of strain in severely liquefied areas, while the strain reaches almost 1% even in unliquefied areas.